

УДК 624.012.45

Д.А.ГОРОДЕЦКИЙ, А.А.РАСКАЗОВ

*Государственный научно-исследовательский институт
автоматизированных систем в строительстве, г.Киев***К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА
(КОЛОННЫ, ПИЛОНЫ, ДИАФРАГМЫ)**

Рассматривается упругая работа вертикальных элементов каркаса, жестко связанных с плитами перекрытий и фундаментной стеной. Даны рекомендации по их моделированию и конструированию с применением программных комплексов «ЛИРА» и «МОНОМАХ».

Вертикальные элементы каркаса, жестко связанные с плитами перекрытий и фундаментной стеной, создают достаточно жесткую конструкцию. Вертикальные нагрузки могут значительно перераспределяться между вертикальными элементами, горизонтальные нагрузки обуславливают не только изгибающие моменты в вертикальных элементах, но и появление в них вертикальных усилий. В этом случае плиты перекрытий вовлекаются в работу как на изгиб, так и на сдвиг. Отмеченный эффект продемонстрирован на рис.1. Здесь условно «вырезана» двухметровая полоса многоэтажного здания, т.е. величина ветровой нагрузки, жесткости горизонтальных элементов, моделирующих работу плит перекрытий, и другие параметры примерно соответствуют конструктивной схеме фрагмента здания двухметровой ширины.

На рис.1, *а* даны усилия в вертикальных элементах нижнего этажа и горизонтальное перемещение U_a точки *а* для схемы, в которой принята жесткая связь плит перекрытий и вертикальных элементов.

На рис.1, *б* приведены те же характеристики НДС для схемы, в которой принято, что перекрытия воспринимают только мембранную группу усилий, т.е. они передают только горизонтальные нагрузки на вертикальные элементы. Как видно, первая схема более жесткая, перемещения верха здания в полтора раза меньше, чем во второй схеме. Плиты перекрытий здесь работают на сдвиг как своеобразные шпонки между вертикальными элементами, и хотя их жесткость на сдвиг невелика, их большое количество обуславливает дополнительную жесткость конструкции за счет вовлечения в работу крайних колонн и диафрагм на нормальные усилия.

На рис.1 при анализе эпюр изгибающих моментов на колоннах можно наблюдать известный «рамно-связе-вый» эффект. Он вызван тем, что от горизонтальных нагрузок деформированная схема диафрагмы (рис.2, *а*) и рамы (рис.2, *б*) имеют разные формы, что обуславли-

вает возникновение более значительных изгибающих моментов в колоннах на верхних этажах. В безригельных каркасах этот эффект смягчается отсутствием ярко выраженных рам. Однако в случае его неучета такой эффект может привести к возникновению микротрещин в верхних колоннах, поскольку нормальные силы в верхних этажах могут не обеспечить необходимое обжатие. Это обстоятельство может привести к нежелательному увеличению деформативности каркаса, а значит, к ухудшению условий работы плит перекрытий, так как защемление плит в колонне будет частично нарушено.

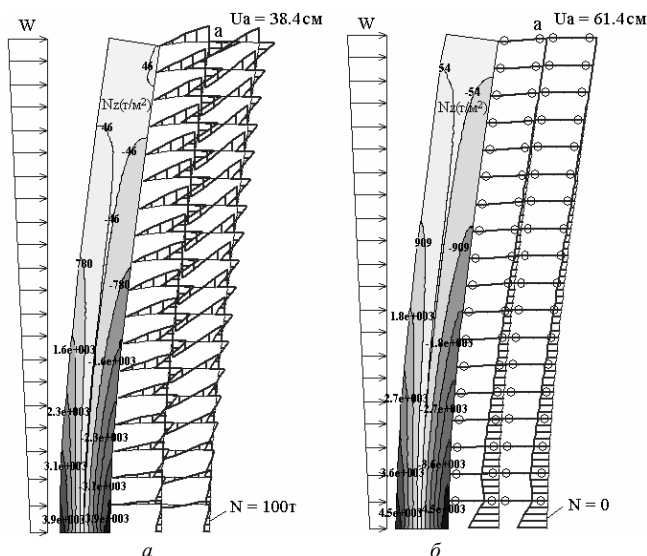


Рис.1

Другой эффект может оказаться крайне неблагоприятным для работы колонн, расположенных в периферийных зонах здания. Чтобы снять большие моменты и сдвиговые усилия, возникающие в крайних колоннах, можно рекомендовать конструировать их в виде пилонов, располагая большую сторону пилон вдоль контура плиты перекрытия, т.е. уменьшая ее жесткость в плоскости действия сдвиговых усилий (рис.3). При этом совместная работа фундаментной плиты и вышележащих перекрытий будет обеспечиваться за счет работы диафрагм, а для верхних колонн влияние «рамно-связевого» эффекта будет смягчаться. Естественно, в этом случае деформативность каркаса будет несколько завышена. Однако, как правило, жесткость каркаса на горизонтальные нагрузки обеспечивается с большим запасом. При

компьютерном моделировании диафрагм последние могут представляться как стержни или как пластинчатые элементы.

На рис.4 представлены различные расчетные модели одноэтажной диафрагмы (пилона). Модель (рис.4, а) часто применяется при автоматической триангуляции общей схемы здания с применением редкой сетки. Здесь не надо опасаться большой потери точности из-за крупной сетки, так как по высоте диафрагма имеет большое количество этажей и такое расчленение обычно оказывается достаточным. Если принимается решение в пользу более густой сетки, то предпочтительней будет расчленение типа, показанного на рис.4, б, вместо типа, показанного на рис.4, в, которое лучше применять при подробном исследовании диафрагмы. Иногда диафрагма может быть заменена стержнем (это решение наиболее предпочтительно для общей схемы здания, хотя и затруднительно в реализации), а учет ширины диафрагмы при стыковке ее с другими элементами реализуется жесткими вставками (рис.4, в).

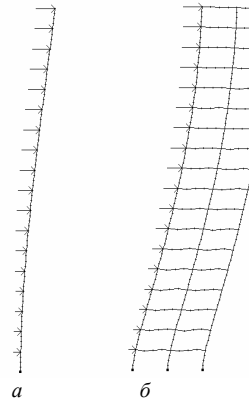


Рис.2

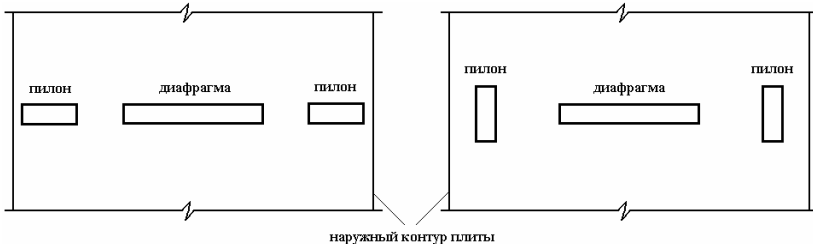


Рис.3

При автоматической триангуляции диафрагм или при «ручной» разбивке их на конечные элементы могут использоваться как оболочечные конечные элементы, так и элементы балки-стенки. Опыт показывает, что результаты расчета общей схемы здания на горизонтальные нагрузки в этих случаях практически одинаковые. Объяснение этого обстоятельства соответствует известным представлениям об аналогичности расчета ферм с жесткими или шарнирными узлами.

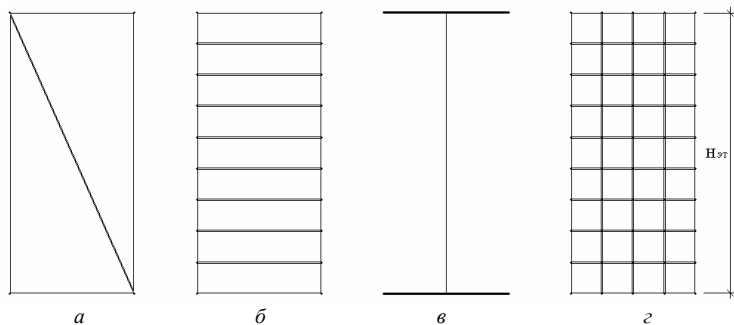


Рис.4

Если диафрагма имеет большое количество нерегулярно расположенных отверстий, можно рекомендовать использовать принцип фрагментации, заключающийся в вычленении из общей схемы поперечника и замены отброшенных частей конструкции действующими в местах отчленения усилиями. В дальнейшем в таком фрагменте уже может быть использована более густая сетка и определены места концентрации усилий.

Еще одной особенностью вертикальных элементов современных каркасов являются широко применяемые непрямоугольные формы сечений колонн (крестовых, уголковых, тавровых). Как правило, главные оси этих сечений не совпадают с глобальными осями, относительно которых ведется расчет. Влияние этого обстоятельства продемонстрировано на рис.5. Здесь представлены результаты расчета П-образной рамы, у которой стойки имеют уголковое сечение. В связи с тем, что ни одна из главных осей сечений стоек не совпадает с плоскостью рамы, узлы последней имеют перемещения, ортогональные плоскости рамы и действия нагрузки (рис.5, а). Если узлы рамы закрепить из плоскости, то в наложенных связях появляются соответствующие усилия (рис.5, б). Этот эффект обуславливает появление ортогональных к направлению действия нагрузок усилий в элементах каркаса не только от закручивания (в случае если равнодействующая горизонтальных усилий не проходит через центр жесткостей), но и от наличия колонн с указанными выше сечениями.

В программном комплексе «ЛИРА» реализована процедура, автоматически учитывающая такой эффект при определении углов чистого вращения, вычислении усилий относительно главных осей с последующим определением усилий относительно заданных осей.

Для подбора арматуры в таких сечениях в программных комплексах «ЛИРА» и «МОНОМАХ» разработаны универсальные алгоритмы,

реализующие общие положения предельного равновесия и необходимые требования СНиП (ограничение высоты сжатой зоны, случайные эксцентриситеты и т.п.).

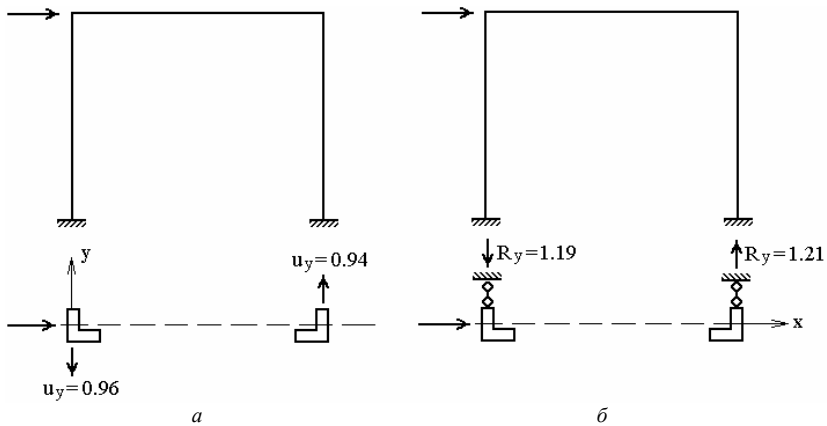


Рис.5

Как правило, армирование узлов сопряжения вертикальных элементов с плитами выполняется таким образом, чтобы обеспечить упругое защемление, т.е. совместную работу всех элементов каркаса.

Это обстоятельство, как указывалось выше, уменьшает деформативность каркаса на горизонтальные воздействия, а также уменьшает пролетные моменты в плитах и, следовательно, их деформативность. Однако при этом и без того наиболее нагруженные узлы сопряжения вертикальных элементов с плитами могут оказаться переармированными. Здесь необходима установка арматуры для восприятия больших поперечных сил, а, кроме того, необходима установка большой верхней арматуры. Поэтому в случае, когда нормативная деформативность всего каркаса обеспечена только диафрагмами, а толщина плит достаточна, чтобы обеспечить прочность и деформативность перекрытия при шарнирном опирании на вертикальные элементы, эти узлы целесообразно делать шарнирными, т.е. дополнительную арматуру, обеспечивающую упругое защемление, не ставить.

При выборе вариантов расстановки диафрагм предпочтение следует отдавать большему количеству коротких диафрагм, так как в длинных диафрагмах (более 4 м) могут образовываться усадочные вертикальные трещины.

1.Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.В., Городецкий Д.А. Метод конечных элементов. Теория и численная реализа-

ция. – К.: Факт, 1997 – 140 с.

2.Городецкий А.С., Заварицкий В.И., Рассказов А.А., Лантух-Лященко А.И. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1981. – 142 с.

3.Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. – Киев-Харьков, 2003. – 888 с.

Получено 09.09.2006

УДК 534.1

В.Л.СИДОРЕНКО

Институт державного управління у сфері цивільного захисту, м.Київ

С.І.АЗАРОВ, д-р техн. наук, Г.А.СОРОКІН

Институт ядерних досліджень НАН України, м.Київ

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БАЛКИ ПРИ ДИНАМІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Розглядається задача про несучу здатність балки з урахуванням сил опору, при імпульсному навантаженні, які пропорційні швидкості. Отримані розрахункові дані для визначення динамічного зміщення стосовно балки з вільнообертовими кінцями, які порівнюються з експериментальними даними.

На даний час у роботах по дослідженню пожежовибухонебезпечних будівельних конструкцій все більше стверджується погляд на аварійний вибух природного газу як на руйнівне вивільнення енергії, що призводить до катастрофічних наслідків [1]. У зв'язку з цим вирішення проблеми забезпечення вибухостійкості будинків і споруд при аварійних вибухах є актуальним. Для розв'язання задачі щодо несучої здатності будівельної балки при вибуху (імпульсному навантаженні) необхідно визначити динамічні зміщення, що відповідають змушеним коливанням і графікам зміни динамічного коефіцієнта для двох перерізів балки, а також отримати формулу поперечних коливань балки з урахуванням інерції обертання, зсуву і сил опору, що пропорційні швидкості.

Результати досліджень вчених про несучу здатність балки наведено в публікаціях [2, 3], однак мало уваги приділяється змушеним поперечним коливанням балки при вибухових (імпульсних) навантаженнях з урахуванням сил опору.

Метою дослідження є розв'язання задачі про несучу здатність балки при імпульсному навантаженні із застосуванням синус-перетворення Фур'є із скінченими границями.

Розрахунки показали [1], що при вибуху в будівлі побутового (природного) газу та при відстані від джерела вибуху до балки рівним 1 м, максимальний надлишковий тиск у вибуховій хвилі може скласти